

山地小試験流域の降雨流出解析

Rainfall-Runoff Analysis of a Small Mountainous Experimental Watershed

徳島大学工学部 正員 端 野 道 夫

1. は し が き

低水のみならず高水も含め、ハイドログラフの再現性が良いという利点から、種々の基本構造をもつタンクモデルが用いられてきた。しかし、従来のタンクモデルの諸定数についての物理的、水理学的裏付けが明確でないことが最大の問題点であろう。このような立場より、本研究では河道流、斜面水みちの影響が無視できると思われる山林小試験流域を対象として、既往の地下水流出理論および中間流出を考慮した Kinematic Wave 理論等と符合するようなタンクモデルの基本構造を明らかにすることを目的とする。基本的には、1つの地下水タンクと1つの表層タンクからなる直列2段のタンクモデルを考え、表層タンクは地下水補給孔、中間流出孔、および表面流出孔をもたせる。とくに、表面流の発生域は流出高に応じて変化できるように、Kinematic Wave 理論より工夫される。また、表層タンクのもつ地下水補給特性および浸透特性が理論的に明らかにされ、Horton等の浸透能式と対照される。ハイドログラフの地下水流出低減部、中間流出てい減部、および洪水到達時間とピーク流出高等の解析により本タンクモデルの諸定数の概略値が推定され、非線形最小二乗法による同定結果と比較・考察される。

2. 対象試験流域の概要

本試験流域は徳島県那賀川上流支川の折宇谷の一支渓流域で、流域面積 0.25 Km^2 、平均斜面勾配 $\sin\theta = 0.63$ なる急斜面山林流域である。地質は秩父帯に属する剣山層群（砂岩、泥岩の互層）と若杉層群（砂岩が主体）の両者にまたがる。植生は良好で、流域の80%がスギ、ヒノキ（90%以上が幼、壮令林）である。現地土壌調査によれば、A層厚は10～30 cm、A層からC層までの厚さは1.5～2.0 m、土壌空隙率は全般的に60～70%である。

雨量、流量等の水文観測が重要水源山地整備治山事業の一環として昭和54年11月より開始された。試験流域下流端に谷止め堰堤を建設し、この天端に鋼製複断面刀型堰を設置し流量を観測している。その他、比熱式土壌水分計も埋設され、昭和56年10月には簡易蒸発計も設置された。

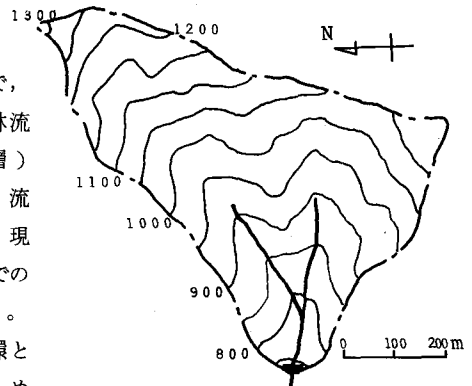


図-1 折宇谷試験流域

3. 地下水流出特性と地下水タンクの構造

理想化された流れの場における地下水流出は、被圧地下水帯水層、不被圧地下水帯水層からの流出に大別され¹⁾、流域の地下水貯留高 S_G と地下水流出高 q_G との関係はそれぞれ、

$$\text{被圧型: } q_G = A_c S_G \quad (1)$$

$$\text{不被圧型: } q_G = A_u^2 \cdot S_G^2 \quad (2)$$

のようである。本流域のような山地流域では、深層地下水に対する被圧型と浅層地下水に対する不被圧型の地下水が存在すると考えるのが自然であろう。そこで、 $q_G \sim S_G$ 関係を次式のようにモデル化する。

$$(i) \quad S_G \leq h_{Gc} \text{ のとき } q_G = A_c \cdot S_G \quad (3)$$

$$(ii) \quad S_G > h_{Gc} \text{ のとき } q_G = A_u^2 \cdot (S_G - h_{Gc})^2 + A_c \cdot S_G \quad (4)$$

ここに、 A_c 、 A_u はそれぞれ被圧、不被圧低減係数、 h_{Gc} は不被圧地下水流出の限界貯留高で、このときの流出高 q_{Gc} とは、 $h_{Gc} = q_{Gc} / A_c$ なる関係がある。(3)、(4)式をそれぞれ S_G で微分すれば、次式となる。

$$dq_G/dS_G = A_c \quad (q_G \leq q_{Gc}) \quad (5)$$

$$dq_G/dS_G = \sqrt{A_c^2 + 4A_u^2(q_G - q_{Gc})} \quad (q_G > q_{Gc}) \quad (6)$$

ところで、地下水流出の低減式は被圧型のとき、

$$q_G = q_{G0} \exp(-A_c t) \quad (q_{G0} = \text{初期流出高}) \quad (7)$$

であるので、被圧型の(7)式を形式的に実際のハイドログラフの地下水流出低減部に適用すれば、図-2 のようになる。被圧型の適用が妥当である場合、その低減係数 A_c は初期流出高 q_{G0} と無関係でなければならないが、 $q_{G0} \approx 0.3 \text{ mm/hr}$ を越えると、 A_c は増加している。このことは、 $q_G > q_{Gc} (\approx 0.3)$ では不被圧型の流出成分が含まれている(6)式参照)ことを示すものと解釈できる。

地下水流出を(3)、(4)式で表現すれば、地下水タンクの構造は図-3 のようである。上段の表層タンクからの流入量(地下水補給量)を f_G とすれば、連続式:

$$dS_G/dt = f_G - q_G \quad (8)$$

と(3)、(4)式より、単位時間 Δt 間の f_G を一定とすれば解析解は次式のようにになる。

i) $S_G \leq h_{Gc}$ のとき

$$A_c \cdot S_{Gi+1} - f_G = (A_c \cdot S_{Gi} - f_G) \exp(-A_c \cdot \Delta t) \quad (9)$$

ii) $S_G > h_{Gc}$ のとき $x = S_G - h_{Gc}$ とおく。

① $D = A_c^2 + 4A_u^2 (f_G - q_{Gc}) > 0$ のとき

$$\frac{2A_u^2 x_{i+1} + A_c - \sqrt{D}}{2A_u^2 x_{i+1} + A_c + \sqrt{D}} = \left(\frac{2A_u^2 x_i + A_c - \sqrt{D}}{2A_u^2 x_i + A_c + \sqrt{D}} \right) \cdot e^{-\Delta t \sqrt{D}} \quad (10)$$

② $D = 0$ のとき

$$\frac{2}{2A_u^2 x_{i+1} + A_c} = \frac{2}{2A_u^2 x_i + A_c} + \Delta t \quad (11)$$

③ $D < 0$ のとき

$$\frac{2A_u^2 x_{i+1} + A_c}{\sqrt{-D}} = \tan \left[-\frac{\Delta t \sqrt{-D}}{2} + \tan^{-1} \left(\frac{2A_u^2 x_i + A_c}{\sqrt{-D}} \right) \right] \quad (12)$$

ここに添字 i , $i+1$ はそれぞれ単位時間 Δt の前、後の量を示す。

地下水タンクの定数は A_c , A_u および q_{Gc} の三つであり、図-2 の縦軸が(6)式の dq/dS に等しいとおけば、それらの定数の概略値が推定できる。

4. 中間流出・表面流出特性と表層タンクの構造

4.1 中間流出と地下水補給

流域斜面部の表層が中間流の生起場であり、流れが Darcy 則に従うとすれば、表層内貯留高 S_g と中間流出高 q_g の間には次式が成り立つ。

$$\text{i) } S_g \leq rD/2 \text{ のとき } q_g = \lambda_g S_g \quad (13) \quad \text{ii) } S_g > rD/2 \text{ のとき } q_g = r_a = \text{const.} \quad (14)$$

ここに、 rD は見かけの表層厚、 λ_g は中間流出低減係数、 r_a は中間流出最大強度、であり図-4 のように、 S_g が $rD/2$ を越えたとき表面流出が斜面下流端付近から発生し始めると考える。

降雨が始まり、斜面表層内の雨水の移動が始まれば、その移動方向は斜面方向と鉛直方向の2方向成分を

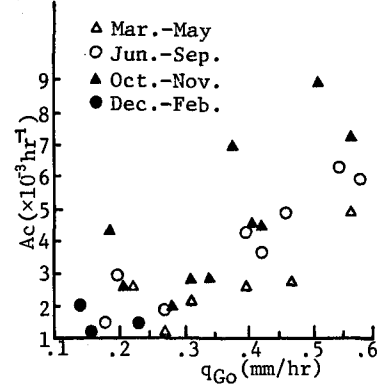


図-2 $A_c \sim q_{G0}$ (被圧式適用)

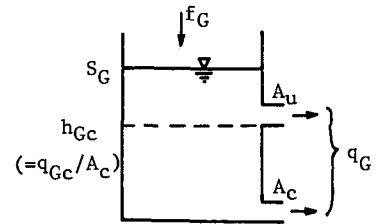


図-3 地下水タンクの構造

もつだろう。この内の斜面方向成分は中間流出になり、鉛直方向成分は地下水補給量となると考えれば、図-5に示すように、表層タンクの間中流出孔と地下水補給孔の高さは同じで良い。

鉛直方向の浸透流 についても中間流と同様に Darcy 則が成り立つとすれば、地下水補給量 f_G は次式で与えられる。

$$i) \quad S_8 \leq rD/2 \text{ のとき} \quad f_G = \lambda_G S_8 \quad (15)$$

$$ii) \quad S_8 > rD/2 \text{ のとき} \quad f_G = f_c = \text{Const} \quad (16)$$

ここで、 λ_G を地下水補給係数、 f_c を地下水補給最大強度と呼ぶことにする。

いま、降雨終了後の表層内貯留高 $S_8 = rD/2$ なる時刻 t_2 より $S_8 = 0$ (中間流出終了) の時刻 t_8 までについて、連続式：

$$dS_8/dt = -q_s - f_G - E \quad (17)$$

を積分すれば次式が得られる。

$$\frac{rD}{2} = \frac{E}{B} \left\{ e^{B(t_8 - t_2)} - 1 \right\} = \frac{r_a f_c}{B} \quad (18)$$

ここに、 $B = \lambda_s + \lambda_G$ 、 $r_a f_c = r_a + f_c$ 、で E は単位時間当りの蒸発散量である。(17)式で $E = 0$ 、 $f_G = \text{Const} = f_c$ とした場合についての(18)式と同様な関係式は石原・高棹²⁾によって既に示されている。

また、中間流出最大強度 r_a より時間 t 経過後の低減流出高は(19)式で与えられ、 $\lambda_s E/B$ 項が無視できれば(20)式になる。

$$q_s = \left\{ r_a + \frac{\lambda_s E}{B} \right\} \cdot e^{-Bt} - \frac{\lambda_s E}{B} \quad (t \leq t_8 - t_2) \quad (19) \quad q_s = r_a e^{-Bt} \quad (20)$$

ハイドログラフの中間流出低減部から地下水流成分を分離し、片対数紙にプロットすれば、その傾きから $B = \lambda_s + \lambda_G$ の値が求まり、蒸発散量 E が知れば(18)式より rD 、 $r_a f_c = r_a + f_c$ も求まる。

4.2 表面流出と洪水到達時間

表面流発生場が斜面全域にわたる場合、Kinematic Wave 理論の基本式は周知のように次式で表わされる。

$$\frac{\partial h}{\partial t} + \frac{\partial (q \cdot \ell)}{\partial x} = r \quad (21) \quad h = k (q \cdot \ell)^p \quad (22)$$

ここに、 ℓ は斜面長、 q は表面流出高、 h は水深、 k は係数、で指数 p は Manning 則のとき $p = 3/5$ 、層流則のとき $p = 1/3$ である。(21)、(22)式の特性方程式より、時刻 $t = 0$ で表面流出高 $q = q_0$ の状態から一定降雨強度 r が t 時間続いたときの表面流出高 q は次式で表わされる。

$$r \cdot t = k \ell^p (q^p - q_0^p) \quad (23)$$

ところで、実際の表面流発生域は斜面全域 ℓ ではなく、図-4のように、斜面下流側区域 ($\ell - \xi$) に限定されるから、(22)、(23)式の斜面長 ℓ を形式的に ($\ell - \xi$) で置き替えても差し支えなからう。すなわち、

$$h = k \ell^p \left\{ \left(1 - \frac{\xi}{\ell} \right) q \right\}^p \quad (24) \quad r \cdot t = k \ell^p \left[\left\{ \left(1 - \frac{\xi}{\ell} \right) q \right\}^p - \left\{ \left(1 - \frac{\xi_0}{\ell} \right) \cdot q_0 \right\}^p \right] \quad (25)$$

ここで、浸透域 ξ と斜面長 ℓ の比は $r_a f_c$ と q の比に等しいと仮定すれば、

$$\xi/\ell = r_a f_c / q \quad (q > r_a f_c = r_a + f_c) \quad (26)$$

となり、表面流発生域 ($\ell - \xi$) は流出高 q に応じて増減する。この式は $q = r$ なる定常状態では正しく、 $q < r$ なる非定常状態でも近似的に許されよう。新ためて、表面流出高を y とすれば、27式となり、これを24式に代入し、表面流発生域 ($\ell - \xi$) の平均表面貯留高 S_0 との関係式にすれば28式となる。

$$y = (1 - \frac{\xi}{\ell}) q = q - r_a f_c \quad (27) \quad y = \lambda_0 S_0 \quad (28)$$

ここに、 $m = 1/p$ 、 $\lambda_0 = \{(1+p)/k\ell^p\}^m$ 。なお、実際の表面貯留高は $\{(\ell - \xi)/\ell\} \cdot S_0$ となることに注意されたい。

また、29式に27式を代入し、流出係数 $f = q/r$ 、 $f_0 = q_0/r$ を用いれば、次式のような近似式を得る。

$$qt = k\ell^p \cdot f \left\{ 1 - \left(\frac{f_0}{f} \right)^p \right\} \cdot (q - r_a f_c)^p \quad (q > r_a f_c) \quad (29)$$

$$\text{さらに、} r_a f_c \ll q \text{ のとき} \quad t = k\ell^p \cdot f \cdot \left\{ 1 - \left(\frac{f_0}{f} \right)^p \right\} \cdot q^{p-1} \quad (30)$$

実際の解析では、(29)、(30)式の q としてピーク流出高 q_{max} を、 t として q_{max} に関与した降雨の継続時間 t_p を用いることができる。³⁾ 図-7は(30)式を想定し、 t_p と q_{max} の関係を両対数紙にプロットしたものであり、注意深く見れば、 $q_{max} \leq 1.9 \text{ mm/hr}$ では $t_p \approx 50 \text{ min}$ でほぼ一定、 $1.9 < q_{max} < 10 \text{ mm/hr}$ では、直線の傾きは $(p-1) \approx -0.4$ 、 $10 \leq q_{max}$ では $(p-1) \approx -0.7$ と変化している。このことは、 $r_a f_c$ を無視したためであると考え、 $r_a f_c$ を考慮した式(30)における $q_{max} \cdot t_p$ と $(q - r_a f_c)$ の関係を図示すれば、図-8のようである。図-8より明らかなように、直線の傾きは $(q_{max} - r_a f_c)$ の大きさに関係なく一定 ($p \approx 1/3$) であり、29式は妥当であると見なせると同時に、29式の係数： $k\ell^p \cdot f \left\{ 1 - (f_0/f)^p \right\}$ もほぼ一定と見なせることになる。

結局、表面流出に関する定数 $p = 1/m$ は図-8より、 $p = 1/3$ (層流則) として固定する。斜面粗度に関する定数 $\lambda_0 = \{(1+p)/k\ell^p\}^m$ は29式の係数を図-8の切片を読み取ることにより概略求められる。

4.3 表層タンクの構造と基本式

前項までの考察より、表層タンクの構造を図-5のようにする。すなわち、中間流出孔および地下水補給孔の高さを h_c 、表面流出孔の高さを $h_o = rD/2 + h_c$ 、表層タンクの全貯留高を S とすれば、基本式は以下のように大別される。

i) $0 < S \leq h_c$ のとき

$$dS/dt = r - E \quad (31)$$

ここに、 $r > 0$ のとき $E = 0$ 、

$$r = 0 \text{ のとき } E = E_p \cdot S/h_c \quad (E_p : \text{蒸発散能})$$

蒸発散は表層タンクのみから行われ、地下水タンクからの蒸発散はないものとする。

ii) $h_c < S \leq h_o$ のとき中間流出、地下水補給あり。

$$\left. \begin{aligned} dS/dt &= r - E - q_s - f_G \\ q_s &= \lambda_s (S - h_c) = \lambda_s \cdot S_8 \\ f_G &= \lambda_G (S - h_c) = \lambda_G \cdot S_8 \end{aligned} \right\} \quad (32)$$

ここに、 $r > 0$ のとき $E = 0$ 、 $r = 0$ のとき $E = E_p$

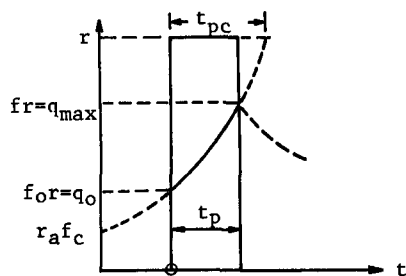


図-6 t_p 、 q_{max} の説明図

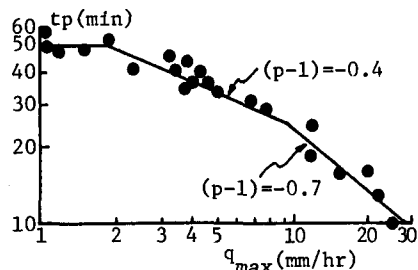


図-7 $t_p \sim q_{max}$

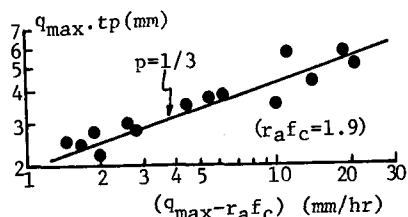


図-8 $q_{max} t_p \sim (q_{max} - r_a f_c)$

単位時間 Δt で $r-E$ =一定とすれば、地下水タンクの場合同様、32式の微分方程式の解析解が容易に得られ、単位時間前の S_i を知って、単位時間後の S_{i+1} 、したがって、 q_{si+1} 、 f_{Gi+1} が求められる。

iii) $h_s < S$ のとき表面流発生。中間流出、地下水補給量はそれぞれ r_a 、 f_c で一定。

$$\left. \begin{aligned} dS/dt &= r - E - y - r_a f_c & (r > 0 \text{ のとき } E = 0, r = 0 \text{ のとき } E = E_p) \\ S &= h_c + S_s + S_o (1 - \xi/\ell) = h_c + rD/2 + (1 - \xi/\ell) \cdot (S_o + rD/2) \\ y &= \lambda_o S_o^m, \quad \xi/\ell = r_a f_c / q = r_a f_c / (y - r_a f_c) \end{aligned} \right\} \quad (33)$$

単位時間 Δt で $r-E$ =一定とし、単位時間前の諸量を既知し、33式の差分化式にNewton法を用いれば、単位時間後の S_{i+1} 、 y_{i+1} が求まる。地下水タンクとは異なり、表層タンクの単位時間 Δt は表面流発生するとき必要条件： $\Delta t < 2p \cdot k \ell^p M^{p-1}$ ($M = \max(r, q)$)を満足するよう $M = \max(r, q)$ に応じて変化させる。

5. 表層タンクのもつ浸透特性と簡易推定法

いま、地表面下への雨水の浸透量を地下水補給量と表層貯留高の増加(表層の土湿補充)の和で定義する。図-9に示すような、表面流出があったと思われる出水について、ハイドログラフ立上り点 $t=0$ ($S_s=0$)より表面流発生点 $t=t_1$ ($S_s=rD/2$)、表面流出終了点 $t=t_2$ ($S_s=rD/2$)、を経て中間流出終了点 $t=t_s$ ($S_s=0$)までの各時間間隔について考える。まず、 $t_1 < t \leq t_2$ での地下水補給強度 f_G は $f_G=f_c$ であり、 $0 < t \leq t_1$ 、および $t_2 < t \leq t_s$ 区間での f_G は32式でそれぞれ $r=r_{o1}$ ($r_{o1}: 0 < t \leq t_1$ 間の平均降雨強度)、 $r=0$ ($t_1 < t < t_2$)とおけば容易に f_G の解析解が得られる。表層内の貯留高増加区間は $0 < t \leq t_1$ 区間だけでその値は $rD/2$ である。したがって、 $t=t_1$ 、 t_2 、および $t=t_s$ の各時刻における累加浸透量 $F(t)$ は、若干の計算後、次式のようにまとめられる。

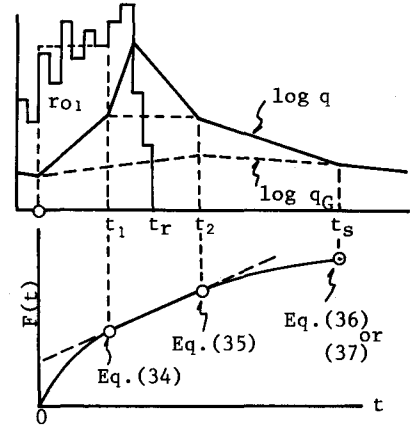


図-9 $F(t)$ の説明図

$$\text{i) } t=t_1 \text{ のとき} \quad F(t_1) = r_{o1} \cdot \frac{f_c}{r_a f_c} \cdot t_1 + \frac{r_a}{r_a f_c} \cdot \frac{r_{o1}}{B} \{1 - \exp(-Bt_1)\} \quad (34)$$

$$\text{ii) } t=t_2 \text{ のとき} \quad F(t_2) = F(t_1) + f_c (t_1 - t_2) \quad (35)$$

$$\text{iii) } t=t_s \text{ のとき} \quad F(t_s) = F(t_2) - \frac{\lambda_G \cdot E}{B} (t_s - t_2) + \frac{f_c}{B} \quad (36)$$

$$\text{または} \quad F(t_s) = \frac{r_{o1}}{B} (1 - e^{-Bt_1}) + f_c \left[(t_2 - t_1) + \frac{t_1}{(1 - e^{-Bt_1})} - \frac{(t_s - t_2)}{\{e^{B(t_s - t_2)} - 1\}} \right] \quad (37)$$

$$\text{ここに,} \quad \frac{rD}{B} = \frac{r_{o1}}{B} \{1 - e^{-Bt_1}\} = \frac{E}{B} \{e^{B(t_s - t_2)} - 1\} \quad (38)$$

とくに、 $0 < t \leq t_1$ では34式のようにHorton型と類似の形式となるが、降雨強度 r_{o1} が第1項、第2項ともに含まれている点が異なる。篠原・小川ら⁴⁾は第2項の係数を平均降雨強度の関数とした式を提案しており、この点で興味深い。

ところで、 $t=0 \sim t_s$ 間の総雨量、直接流出高をそれぞれ R 、 Q とすれば、 $F(t_s) \equiv R - Q$ であるから、37または38式と等しいと置くことができる。蒸発散の観測の有無、精度を考えて、蒸発散量 E を用いずに f_c を推定することもできる。すなわち、まず、中間流出低減部の解析より低減係数 $B = \lambda_s + \lambda_G$ を求める。次に、図-9のように地下水分離を行い、 Q を求め、その出水の R 、 t_1 、 t_2 、 t_s および r_{o1} を37式に用いれば f_c が求まる。さらに、38式より rD が求まり、その他の定数： $r_a f_c = B rD/2$ 、 $r_a = r_a f_c - f_c$ も求められる。

6. 非線形最小二乗法による同定と考察

小谷が開発した非線形最小二乗法のプログラム POWLS⁵⁾を用い、評価基準として角屋らの提案している最小 χ^2 基準⁶⁾: $J = \frac{1}{N} \sum |q - \hat{q}| / \sqrt{q}$ (mm-hr 単位) を採用する。同定される定数 Z_i は次式:

$$u_i = \{ 2Z_i - (a_i + b_i) \} / (b_i - a_i) \quad (a_i \leq Z_i \leq b_i, -1 \leq u_i \leq 1) \quad (39)$$

により尺度変換する。変換された変数 u_i はすべて $(-1, 1)$ なる範囲に入る。同定される定数 Z_i として、表層タンク; $B = Z_1$, $r_a = Z_2$, $rD = Z_3$, $\lambda_o = Z_4$, 地下水タンク; $A_c = Z_5$, $A_u = Z_6$ の計 6 コを選んだ。表層タンクの間隔流出孔の高さ h_c は現地土壌調査の A 層の厚さを参考にして $h_c = 200 \text{ mm}$ とし、表面流出の抵抗指数 $m (= 1/p)$ は図-8 より $m = 3$ とする。地下水タンクの不被圧地下水流出の発生限界流出高 q_{GC} は図-2 より $q_{GC} = 0.3$ とする。計算開始時点を降雨によるハイドログラフ立上り時点以前の地下水流出のみと思われる時点に取れば、表層タンクの初期水位はほぼ h_c に等しいとでき、地下水タンクの初期水位は初期実測流量から逆算できる。

同定に用いる降雨、流量資料の読み取り単位は一応 1 時間とし、これに対応して地下水タンクの計算単位時間も 1 時間とした。表層タンクの計算単位時間は前述のように、 $\Delta t < 2p \cdot k \ell^p \{ \text{Max}(r, q) \}^{p-1}$ を満足する 1 時間以内の単位時間を取り、時々刻々の $\text{Max}(r, q)$ に応じて変化させた。

雨量・流量記録がほぼ正常と思われる期間から、比較的短時間と長時間の 2 種類の資料を選び、それぞれについてモデル同定を行った結果を図-10 に示す。ハイドログラフの再現性は表面流出が卓越していないと思われる $q \approx 1 \text{ mm/hr}$ 以下では良好である。 $q \approx 1 \text{ mm/hr}$ 以上で表面流出が卓越する部分では、急激な流量の立上りに追従できていないところが、二、三見られるが、この点は、降雨・流量資料の読み取り単位を高水部では 15 分間程度まで細かく取ることにより改善されることが期待できる。

通常よく用いられる 10 数コの定数をもつ直列 4 段モデル⁷⁾に比べ、若干、再現性は劣るものの、物理的解釈あるいは裏付けが困難な定数を極力用いないようにしている点に本モデルの特徴と意義があると考ええる。同定された各定数は、別途、個々の期間について前章までに述べた簡易法による概略値とほぼオーダー的に同じであり、タンクモデル同定の初期値を設定するのにこの簡易法が利用できることが明らかとなった。

同定資料期間が異なると定数値が異なることが見られるが、この原因として、水文資料の観測誤差はもちろんのこと、流域表層部の水理学的特性、植生活動等の季節変化が考えられ、今後の課題である。

7. あとがき

タンクモデル定数の物理的、水理学的裏付けが容易な表層タンクと地下水タンクからなる直列 2 段モデルを提案し、各定数の簡易推定法を示した。非線形最小二乗法による同定の初期値設定に、この簡易推定法が利用できる。また、表層タンクのもつ浸透特性を明確に定式化することができた。本表層タンクのもつ浸透特性を逆に利用すれば、より合理的な地下水分離、有効降雨の分離も可能であろう。

最後に、貴重な観測資料を提供して頂戴した水利科学研究所、徳島県治山林道課、林業課の関係各位に深謝の意を表します。

参 考 文 献

- 1) 高木不折: 地下水流出のモデル化について, 水工学に関する夏期研修会講義集, No. 13-A, 1977
- 2) 石原・石原・高棹・頼: 由良川の出水特性に関する研究, 京大防災研究所年報, 第 5 号, A, 1962
- 3) 石原安雄: 洪水流出の解析, 水工学シリーズ 64-04, 土木学会水理委員会, 1964
- 4) 篠原・小川・木川: 山地小流域における出水特性の研究(3), 土木学会年次講演会講演概要集, 1973
- 5) 小谷恒之: 非線形多変数関数の極小化, 大阪大学大型計算機センターニュース, No. 32, 1979
- 6) 永井・角屋: タンクモデルの最適同定法に関する基礎的検討, 京大防災研究所年報, 第 23 号, B-2, 1980
- 7) 端野・藤岡: 山地小試験流域の流出特性とタンクモデルの適用, 土木学会中四支部年講概要集, 1981

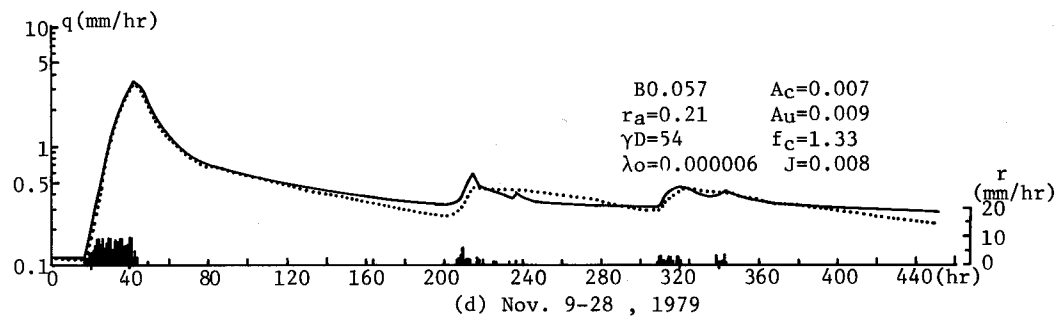
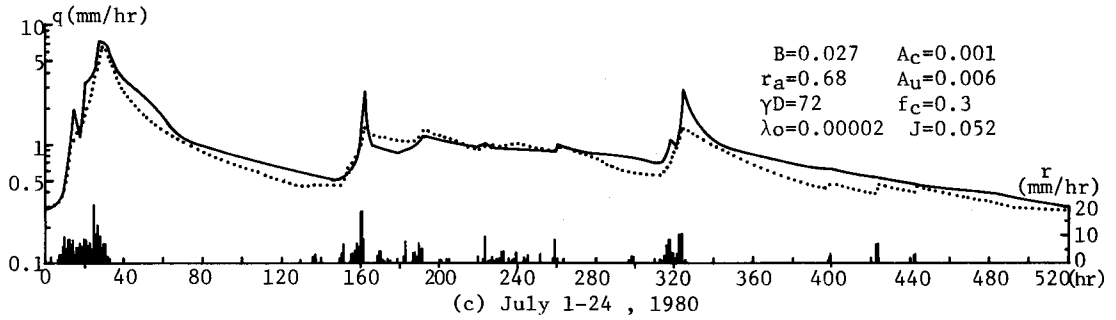
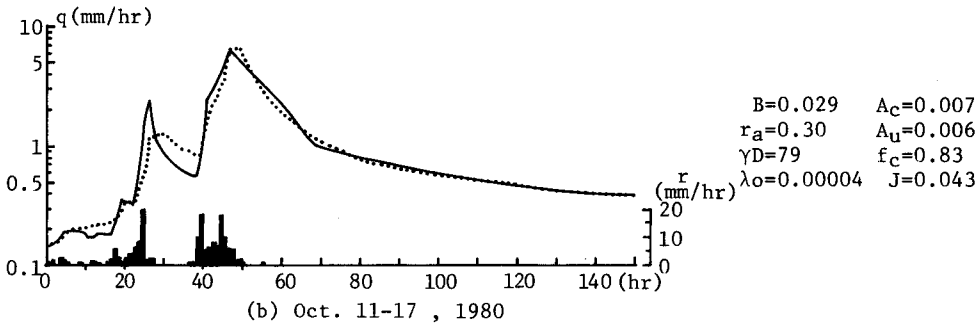
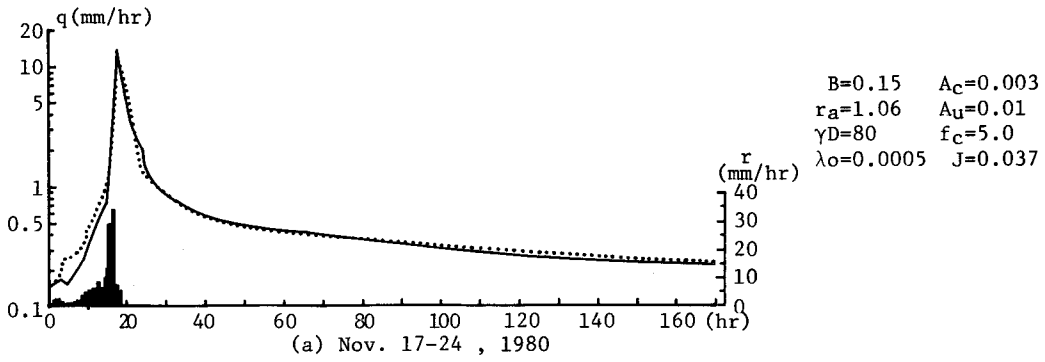


図-10 タンクモデルの同定結果とハイドログラフの再現性
(実線：実測値)